DOI:10.11776/j.issn.1000-4939.2025.01.020

高路堤承台式抗滑桩力学行为的模型试验

邓明园[1,2],杨泉[3],肖世国[2],李安洪[3]

(1. 西南交通大学地质工程系,611756 成都;2. 西南交通大学高速铁路线路工程教育部重点实验室,610031 成都;3. 中铁二院工程集团有限责任公司,610031 成都)

摘　要:高路堤承台式抗滑桩是一种可用于特殊条件下支挡高路堤的新型组合式抗滑结构,可适用于铁路沿线典型陡坡路堤工程,主要由上部的受荷桩板墙、中间的承台和下部的基础桩构成。为研究高路堤承台式抗滑桩在外荷载作用下桩侧土压力分布规律、内力与位移特征,依托云南弥勒至蒙自铁路某区段的典型高路堤工程,进行了几何、重度相似比分别为 1∶13 和 1∶1的物理模型试验,并结合数值模拟及理论方法进行分析。结果表明:从桩-土系统变形发展与推力荷载关系而言,桩体水平位移随推力发展可分为较小推力作用下的线弹性小变形阶段、增长率缓慢增大的弹塑性变形阶段和增长率显著增大的塑性变形阶段共 3 个阶段;受荷桩板墙后侧土压力分布呈顶点位于中下部的抛物线模式;基础桩前侧和后侧土压力总体分别呈上小下大、上大下小的抛物线形分布,后侧土压力最大值位于基础桩顶端,后侧土压力合力占前侧的 24% ~37%;基础桩中部存在弯矩与剪力零点,其顶端弯矩、剪力较受荷桩底端显著减小,分别减小 55% ~60%、93% ~94%;现行相关规范方法算得受荷桩、基础桩最大弯矩分别较试验值高出 16% ~36%、16% ~23%,其算法显著偏保守;基础桩顶端弯矩较传统等截面抗滑桩减小 56% ~63%,意味着承台式抗滑桩可显著改善传统抗滑桩的“嵌固段”受力,整体上具有较为突出的力学性能优越性。

关键词:高路堤;承台式抗滑桩;力学行为;土压力;模型试验

中图分类号:TU443　　**文献标志码:**A　　**文章编号:**1000-4939(2025)01-0182-12

Laboratory model test on mechanical behaviors of stabilizing pile with rigid platform used to retain high embankments

DENG Mingyuan[1,2], YANG Quan[3], XIAO Shiguo[2], LI Anhong[3]

(1. Department of Geological Engineering, Southwest Jiaotong University, 611756 Chengdu, China; 2. Key Laboratory of High-speed Railway Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, 610031 Chengdu, China; 3. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., 610031 Chengdu, China)

Abstract: Stabilizing pile with rigid platform is a new type of composite stabilizing structure feasibly used to retain high embankment under special conditions, and particularly suitable for the typical embankments on steep terrains in railway engineering. It is mainly composed of upper loaded pile, middle rigid platform

收稿日期:2023-01-06
基金项目:国家自然科学基金资助项目(No. 51578466);四川省交通运输科技项目(No. 2020-A-01);中铁二院工程集团有限责任公司科研项目(No. KSNQ202045)
通信作者:肖世国,教授。E-mail:xiaoshiguo@swjtu.cn
引用格式:邓明园,杨泉,肖世国,等. 高路堤承台式抗滑桩力学行为的模型试验[J]. 应用力学学报,2025,42(1):182-193.
DENG Mingyuan, YANG Quan, XIAO Shiguo, et al. Laboratory model test on mechanical behaviors of stabilizing pile with rigid platform used to retain high embankments[J]. Chinese journal of applied mechanics, 2025, 42(1):182-193.

and lower inserted pile in the foundation. In order to reveal distribution mode of lateral earth pressure, internal force and displacement characteristics of the retaining structure under external loads, based on typical high embankments in Mile-Mengzi railway engineering in Yunnan province some model tests have been conducted with geometric and gravity similarity ratio of 1∶13 and 1∶1, respectively, and the related numerical simulation and theoretical method are jointly utilized to analyze the problem further. The results show that from the perspective of the relationship between the deformation development of pile-soil system and exerted thrust loads, the development of horizontal displacement of the retaining structure can be divided into three stages: small linear elastic deformation stage under low thrust, elastoplastic deformation stage with small increasing growth rate, and plastic deformation stage with significant increasing growth rate. Distribution curve of lateral earth pressure on the loaded pile-slab wall shows a parabolic pattern with a vertex at the middle-lower part. The earth pressure on the front and the back side of the inserted pile in the foundation generally presents parabolic distribution with small value at the top and big vale at the bottom, big value at the top and small value at the bottom, respectively. The maximum earth pressure on the back side of the inserted pile is located at its top, and the resultant force of the earth pressure on the back side accounts for 24% to 37% of that on the front side. There are zero bending moment and shear force in the middle of the inserted pile. Compared with internal forces at the bottom of the loaded pile, the bending moment and shear force at the top of the inserted pile are significantly reduced by 55% to 60% and 93% to 94%, respectively. The maximum bending moments of the loaded and inserted piles calculated by China railway specification are 16% to 36% and 16% to 23% higher than the experimental values, respectively, which suggests the proposed method in the specification is fairly conservative. Compared with the traditional stabilizing pile with invariable cross section, the bending moment at the top of the inserted pile is reduced by 56% to 63%, which indicates that the new retaining structure can greatly improve the mechanical state of the ‘fixed segment’ of the traditional stabilizing pile, and generally be of remarkable superiority in terms of mechanical performance.

Key words: high embankment; stabilizing pile with rigid platform; mechanical behavior; earth pressure; model test

高填方路堤(简称“高路堤”)是山区道路中常见工程类型之一。在地形与地质条件限制地段,受控于高路堤侧向变形限制要求,整体刚度大(抵抗侧向变形能力强)的组合式抗滑桩结构是支挡高路堤的可选用方案之一。实际上对于传统门型刚架桩、h 型抗滑桩、椅式桩板墙、桩顶连接承台式抗滑桩等组合式抗滑桩结构,在加固路堑高边坡和滑坡方面已取得成功经验,一些学者通过模型试验[1-2]、数值模拟[3-4]和理论分析方法[5-7]对组合型式抗滑桩结构的力学性能进行了深入研究。

门型刚架桩是一种组合式抗滑桩结构,孙勇[8]、郑轩等[9]基于双排板桩结构的模型试验和数值模拟方法,得到了双排桩结构在荷载作用下的变形规律。此结构一般需至少两根桩和一个桩顶系梁构成单元抗滑结构,工程造价较高,且各桩与系梁的连接对小间距的桩体成孔、桩体及梁体混凝土连续浇筑等关键施工环节都提出了较高的要求,施工难度相对较大,在复杂艰险山区的地质与地形环境条件下尤甚。

h 型抗滑桩是另一种组合式抗滑桩结构,肖世国[5]进行了室内大比例尺模型试验,测试了桩侧坡体压力分布规律、桩体位移及受力特征。欧孝夺等[10]、罗勇等[11]分别通过室内模型试验、数值模拟和现场试验的方法,研究了 h 型抗滑桩的变形及受力特征。同样地,h 型抗滑桩也存在施工难度大的问题,尤其在后排桩的受荷段底端、嵌固段顶端与前后桩系梁之间的结点处,需要特殊施工处理以确保桩体及桩-梁结点的质量完整性。

椅式桩板墙可视为 h 型抗滑桩的应用发展型式,白皓等[12]和李婷等[13]通过模型试验研究了椅式桩空间结构特征对结构变形、桩身内力和破坏特征的影响。椅式桩板墙与 h 型抗滑桩的主要施工方法类似,也存在施工过程复杂与桩-梁结点施工难度

大的问题。

若将多个桩基础通过顶部承台连接成整体共同抵抗滑坡推力,便形成了传统的桩顶连接承台式抗滑桩结构[14],其实质为侧向受荷的群桩基础。进一步地,若在承台上设置挡墙,即可视为椅式桩板墙结构的扩展。周珩等[7]和姚裕春等[15]对形式与其类似的双排桩基悬臂式挡墙,分别采用数值模拟方法和土压力及弹性地基梁理论分析了该结构的受力与变形特征。实际上,传统的桩顶连接承台式抗滑桩结构,其施工中的关键点仍在于小间距桩体成孔和各桩顶与承台的整体连接,同样存在复杂地形地质条件下施工难度大的问题。

以往对这些典型的组合式抗滑桩结构进行的研究,对实际工程有一定指导意义。然而,上述组合式抗滑桩结构属于框架式结构,其小间距多排桩在地层中成孔可能相互干扰,且排桩与系梁的节点施工复杂难以保证桩身混凝土浇筑的连续性,未必适于高寒缺氧、地形地质条件较差等复杂艰险环境下斜坡土质地基的高路堤支挡工程施工。因此本研究提出一种新型的高路堤承台式抗滑桩结构,其由上而下的3部分构件顺次命名为受荷桩、承台和基础桩(图1)。

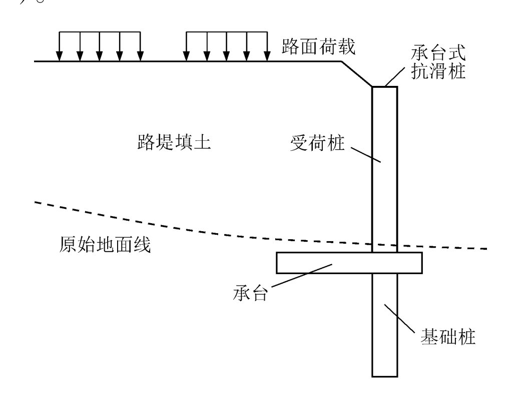


图1 承台式抗滑桩结构支挡高路堤示意图

Fig.1 Sketch map of high embankment retained by combined stabilizing piles with rigid platform

不同于传统框架型抗滑桩的双排桩或多排桩结构,采用便于快速施工、易保障桩身整体浇筑连续性、无成孔干扰的单基础桩,在基础桩顶部设置深入路堤内部一定长度的承台,承台上侧为与之嵌固连接的受荷桩及其桩间简支挡土板,由三者共同构成的“受荷桩板墙-承台-基础桩”组合式抗滑单元结构,沿线路走向以一定间距布设,从而整体抵抗其后侧土压力。其中,承台具有“卸荷”作用,可有效减小基础桩侧向变形与受力,进而减小相应地层反力,有利于满足地基水平承载力要求,因此更适用于陡坡地形条件下高路堤工程。特别地,相较于传统桩顶连接承台式抗滑桩结构,此新型结构在承台上部设置受荷桩板墙,以可分别独立施工的受荷桩与桩间挡土板的组合结构直接支挡路堤填土,施工更加快速灵活。

本研究针对这种新型高路堤组合式抗滑桩结构,采用室内模型试验方法,测试支挡高路堤的承台式抗滑桩结构在路面荷载及填土自重共同作用下的桩侧土压力及结构位移与内力,确定此组合式抗滑桩结构的力学行为,并分别采用FLAC^{3D}有限差分法及现行可参考的规范方法,进行计算分析,与模型试验结果对比,说明参考规范算法的可行性。

1 试验设计

1.1 工程概况

云南弥勒至蒙自铁路某区段高路堤工程,拟采用前述的单基础承台式抗滑桩支挡方案,路堤填高10 m。为便于施工,受荷桩采用方形截面以便于与后侧挡土板搭接,增大桩板接触面积及稳定性;基础桩位于地基中,采用圆形截面以适应复杂环境下机械化施工的要求。承台内嵌长度越大,其受到上部填土的竖向压力作用越显著,更利于减小基础桩顶端弯矩及整桩位移,但也会造成其与桩体结点处承台横截面弯矩较大,故宜保持适当长度;同时,承台外部自由端的受力作用很小,其长度满足结构构造要求及施工方便性即可。综合多因素考虑,采用受荷桩横截面尺寸为1.75 m×1.75 m,长为10 m;承台尺寸为8.6 m×3.8 m×1.2 m;基础桩直径为1.5 m,长为7 m;抗滑结构采用强度标号为C30的混凝土实心浇筑,桩间距6 m。地基土涉及两类,分别以含砾粉质黏土、碎石土为主,其重度、内摩擦角和黏聚力分别为 18 kN/m^3、30°、12 kPa 和 20 kN/m^3、35°、10 kPa。路堤填料以砂类土与碎石类土为主,其重度、内摩擦角和黏聚力分别为19~20 kN/m^3、30°~35°、5 kPa。

1.2 试验模型

考虑试验场地条件,设计模型箱内部净空尺寸为1.6 m×1.5 m×1.6 m(长×宽×高),模型箱主体采用钢结构框架镶嵌透明钢化玻璃制成(图2)。

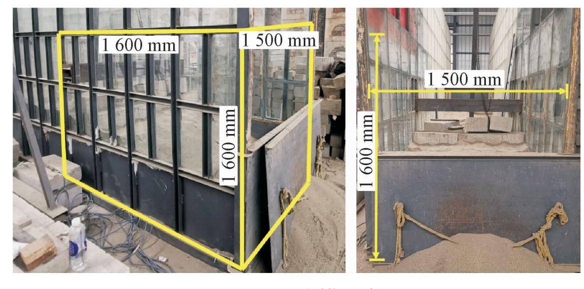


图 2　试验模型箱

Fig. 2　Test model box

1.2.1　模型相似比

根据实例工程情况与本实验室试验设备条件,模型的几何与重度相似比分别为 $C_l=1:13$、$C_\gamma=1:1$。基于量纲分析原理,以力-长度-时间(FLT)为基本量纲系统,模型其他主要物理量相似比见表 1。

表 1　模型相似比

Tab. 1　Similarity ratio of model to prototype

物理量	量纲表达式	相似比
土体重度 γ	$[FL^{-3}]$	1:1
土体黏聚力 c	$[FL^{-2}]$	1:13
土体内摩擦角 φ	$[F^0L^0]$	1:1
位移 s	$[F^0L]$	1:13
应力 σ	$[FL^{-2}]$	1:13
应变 ε	$[F^0L^0]$	1:1
桩体抗弯刚度 EI	$[FL^2]$	$1:13^5$
桩身弯矩 M	$[FL]$	$1:13^4$
桩身剪力 V	$[FL^0]$	$1:13^3$

1.2.2　模型材料

试验路堤填土采用细砂,地基土采用细砂与砾石分别近似模拟软质(粉质黏土)与相对硬质(碎石土)地基。室内试验测得 2 种填料及其颗粒级配曲线如图 3 所示,基本物理力学参数见表 2。

表 2　试验填土的基本参数

Tab. 2　Basic parameters of fillings in the test

类型	密度/(g·cm^{-3})	含水率/%	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa
细砂	1.8	0.5	30	1.0
砾石	2.0	0.4	35	0.7

以抗弯刚度基本相似为主要控制条件,选择空心碳钢管作为试验桩体(弹性模量为 200 GPa),受荷桩与基础桩分别采用长 80 cm 方形钢管、长 50 cm 圆形钢管,按相似比换算且考虑操作方便予以近似,承台尺寸为 70 cm×30 cm×10 cm(长×宽×高),结构单元间距为 48 cm(图 4a),其中受荷桩的前后侧(桩前和桩后)分别为其临空侧和直接接触填方土体侧。

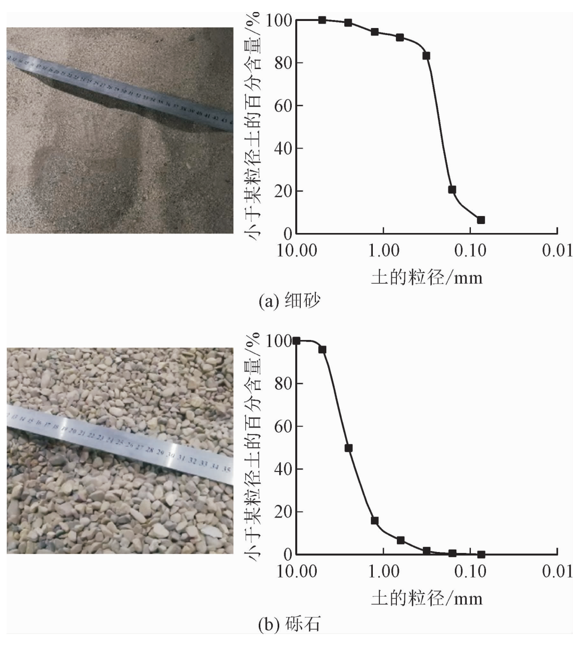


图 3　试验所用填料及其颗粒级配曲线

Fig. 3　Fillings and their gradation curves in the test

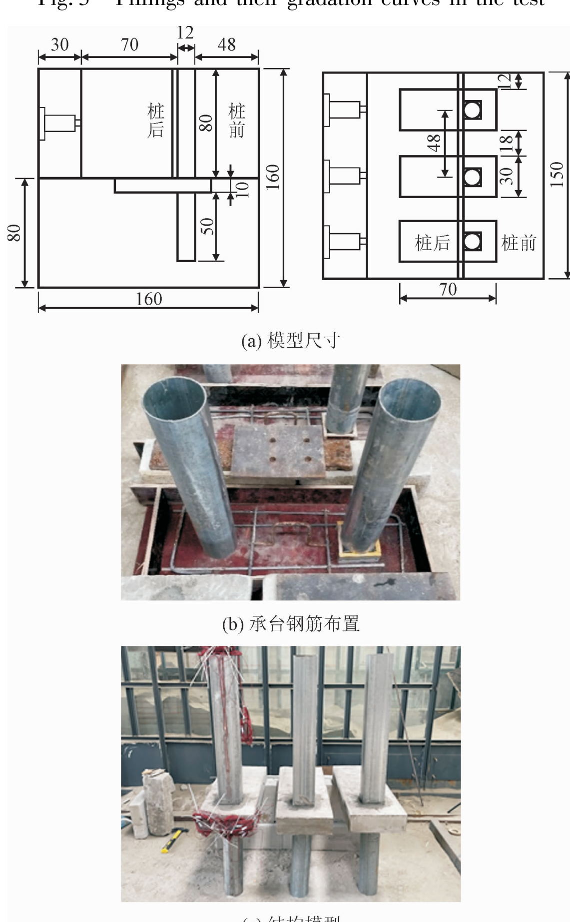


图 4　承台式抗滑桩结构试验模型(单位:cm)

Fig. 4　Test model of combined stabilizing piles with rigid platform (unit:cm)

根据相似比换算,受荷桩横截面边长、壁厚为

120 mm 和 2.4 mm,基础桩横截面外径、壁厚为 114 mm和 2.3 mm,受荷桩的桩间挡土板采用 9 mm 厚木板。这种以抗弯刚度控制的桩体、桩间挡土板的模拟条件下,可基本反映受荷桩板墙的实际挠曲变形特征及其后土压力状态。但这种模拟的可能误差来源在于,模型受荷桩和桩间挡土板表面粗糙度比实际混凝土结构略低,导致试验测得土压力可能略大于实际值。试验承台模型采用直径 8 mm 钢筋绑扎钢筋笼且以 C10 混凝土浇筑,以确保其具有足够大的刚度。

为便于组合桩抗滑结构模型制作,在承台浇注前预先放置基础桩并预留受荷桩底端嵌固空间(图 4b),待承台浇注完成(含基础桩)达到养护龄期后于承台顶面嵌固受荷桩,受荷桩与承台间隙采用 M10 水泥砂浆浇筑以实现受荷桩底端与承台固定连接(图 4c)。

1.3 测量系统及测点布设

本试验主要研究在外荷载作用下受荷桩、基础桩的侧向土压力、桩身位移及内力。故主要采用无端子免焊型应变片、微型土压力盒和顶针式位移计 3 种传感器进行测试。测点布置如图 5 所示。在基础桩的前后侧与受荷桩板墙(包括受荷桩与其挡土板)的后侧分别安放土压力盒,在受荷桩与基础桩的前后侧表面粘贴应变片,在受荷桩前侧安装顶针式位移计。相应的数据采集系统包括综合采集模块和静态应变测试系统。

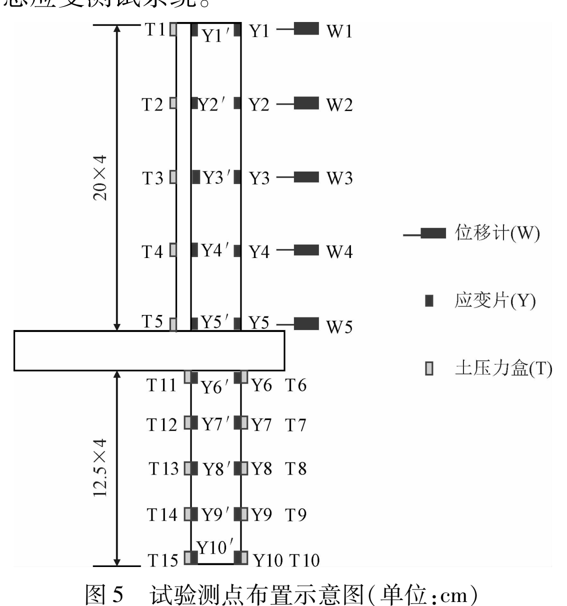


图 5 试验测点布置示意图(单位:cm)

Fig. 5 Sketch map of measure point layout in the model test (unit:cm)

1.4 试验步骤

1)打磨处理模型桩表面,按“正交配置法”完成应变片的粘贴、干燥、防潮及质量检验后固定导线。采用工业双面胶将土压力盒粘贴于测点处。

2)分层填筑地基土,每层压实并严格控制每层填土厚度约为 10 cm,使细砂地基密度约为 1.8 g/cm^3,砾石地基密度约为 2.0 g/cm^3,填筑至适当高度时安放组合桩结构后继续填筑至承台顶面。

3)安放受荷桩后侧挡土板(分两块),两挡土板间隙放置橡胶板,其上用工业双面胶粘贴固定土压力盒(图 6)。

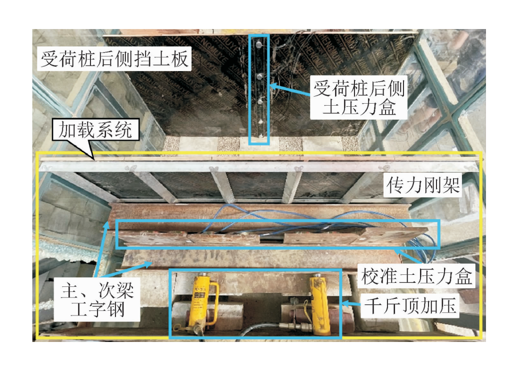


图 6 试验加载装置

Fig. 6 Loading device in the model test

4)安装加载系统,分别设置加载面挡土板、传力刚架、主梁和次梁工字钢,保证传力刚架与加载面挡土板紧密接触;然后,在受荷桩高度中点放置油压千斤顶,并于两工字钢间设置校核千斤顶推力的土压力盒(图 6)。

5)分层填筑受荷桩后侧路堤,每层不超过 10 cm 并进行人工压实;在受荷桩前侧设置水平向顶针式位移计,并用磁铁固定在模型箱边框上。填筑过程中持续监测桩体侧向位移,当桩体出现不适当的变形时可根据位移测试结果及时对桩体进行复位纠偏,减少因填筑操作引起的误差。

6)填筑完成后,采用千斤顶逐级加载并测读各元器件,一般可在桩顶位移达到受荷桩长度的 1% (8 mm)时[16]终止加载试验。为进一步呈现桩体在超出正常使用状态时的受力特征,以对桩体在极不利变形条件下的力学行为有充分认识,本试验将持续加载至桩顶位移达到全桩长度(受荷桩和基础桩)的 1% (13 mm)为止。

2　试验结果与分析

2.1　受荷桩水平位移

在不同的千斤顶推力作用下,两模型受荷桩水平位移变化曲线如图 7 所示,其中 h 为距受荷桩桩顶的深度。可见,随着距受荷桩底端高度的增加,桩身水平位移逐渐呈非线性增大;同时,桩身不同高度点的水平位移随推力亦呈非线性增加,其变化发展过程可分为 3 个阶段。为便于阐述,以正常使用极限状态即桩顶水平位移达到 1% 受荷桩高度(8 mm)的加载推力定义为界限推力,细砂与砾石地基下分别为 13.4 kN 和 15.8 kN。

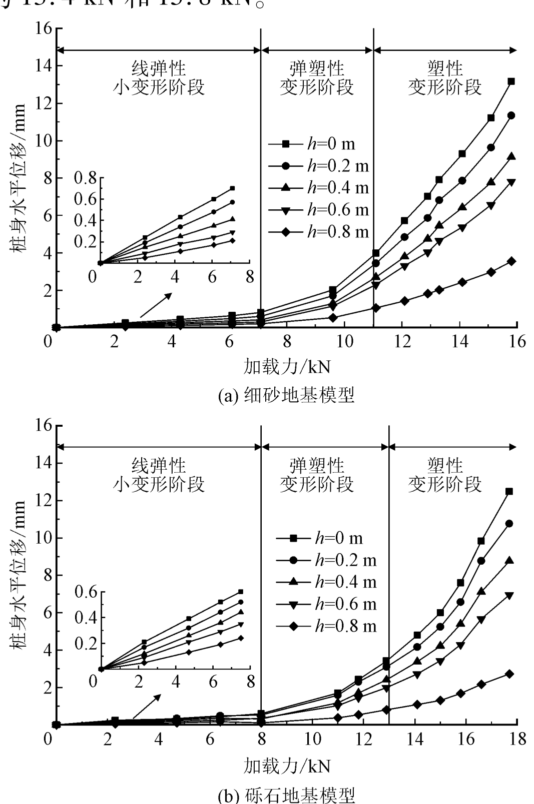


图 7　受荷桩水平位移变化曲线

Fig. 7　Variation curve of horizontal displacement of the loaded pile

1)线弹性小变形阶段:在一定水平推力作用下(细砂与砾石地基分别不超过界限推力的 52% 和 51%),桩后填土逐渐挤密,坡顶和桩顶位移变化很小,且呈线性增长,此时受荷桩顶端位移均未超过 1 mm,细砂与砾石地基下其位移随荷载增长斜率分别约为 0.100 mm/kN 和 0.086 mm/kN。

2)弹塑性变形阶段:此阶段(细砂与砾石地基推力约为界限推力的 52% ~82% 和 51% ~83%)桩顶位移增长率较前一阶段有明显提升,随着推力的增大,位移增长率相对缓慢增加,桩顶位移增长模式呈非线性发展,此时桩身向前产生倾斜。

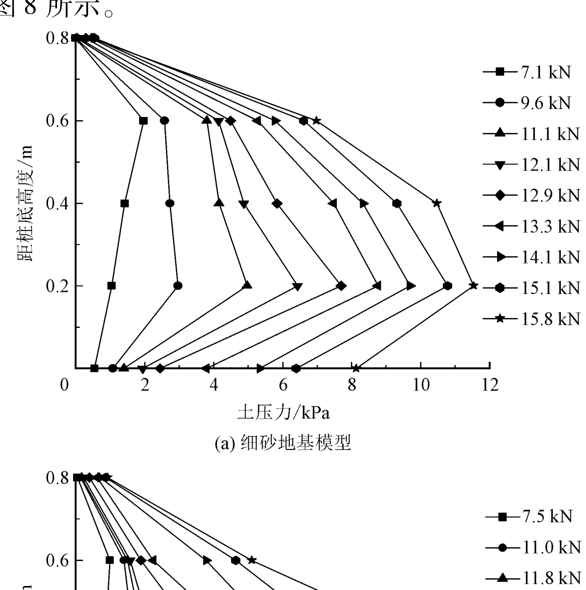
3)塑性变形阶段:随着推力持续增大(细砂与砾石地基推力约为界限推力的 82% 和 83% 以上),桩顶位移持续增加,呈非线性增长且变化率较第二阶段显著提高,此时桩身发生明显倾斜,桩后填土顶面逐渐隆起。

这种 3 阶段变形发展特征可视为承台桩-路堤系统非线性力学行为的典型表现,两类地基在正常使用的极限状态下桩体结构均呈现线弹性及弹塑性变形特征。此外,当桩顶位移达到同一量值时,砾石地基模型的侧向加载推力均高于细砂地基模型,这说明工程性质较好的地基有利于改善承台式抗滑桩的力学行为,使其具有更好的抗滑性能。

2.2　桩侧土压力

2.2.1　受荷桩板墙

不同推力下受荷桩板墙后侧土压力分布曲线如图 8 所示。



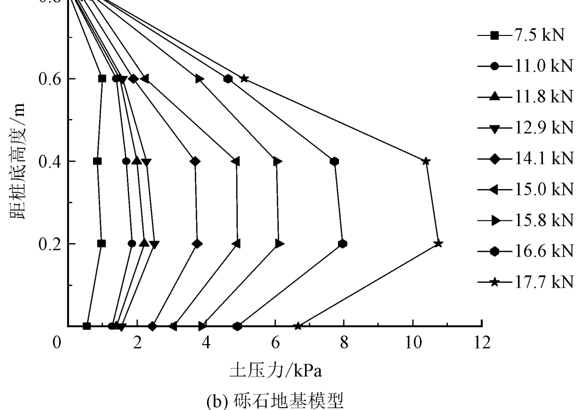


图 8　受荷桩板墙后侧土压力分布曲线

Fig. 8　Distribution curve of lateral earth pressure on the loaded pile-slab wall

可见,两模型受荷桩板墙后侧土压力的分布模式整体均呈抛物线模式,抛物线顶点位于距受荷桩底端约 1/4 高度处,受荷桩板墙底端侧向土压力较其上部土压力有所减小。随着侧向加载推力的不断增大,受荷桩板墙后侧土压力也逐渐呈非线性增大,当受荷桩顶端水平位移达到设计极限值时,相应的桩板墙后土压力达到最大值,细砂与砾石地基模型分别约为 11.5 kPa 和 10.8 kPa。

2.2.2 基础桩

不同推力下基础桩前侧和后侧土压力分布曲线分别如图 9 和图 10 所示。

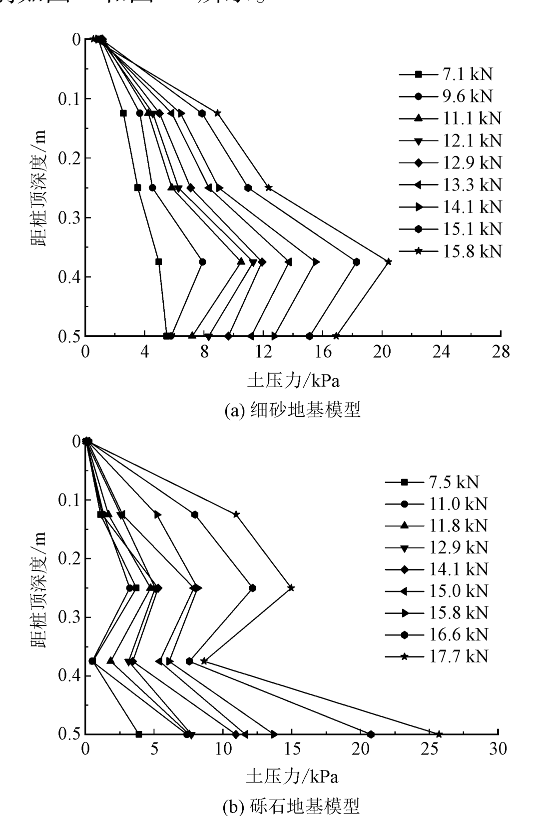


图 9 基础桩前侧土压力分布曲线

Fig. 9 Distribution curve of lateral earth pressure on the front side of inserted pile in the foundation

可见,细砂地基模型基础桩前侧土压力总体呈上小下大的抛物线分布,峰值位于距基础桩顶端深 4/5 桩长处;后侧总体近似呈上大下小的抛物线分布,但其峰值点随着推力荷载的大小而发生变化,推力较小时(≤11.1 kN)峰值点位于距基础桩顶端深约 1/4 桩长处,其后随着推力增大,峰值点逐渐下移至距基础桩顶端深约 3/4 桩长处的特点;平均而言,细砂地基模型在距基础桩顶端深约 3/4 桩长范围内的后侧土压力较为相近。砾石地基模型基础桩前侧和后侧土压力总体亦呈上小下大、上大下小的抛物线形分布,前侧与后侧峰值分别位于基础桩底端和顶端。此外,基础桩前侧顶端与后侧底端土压力接近于 0,前者原因在于基础桩顶部以上前侧土层较薄(仅 10 cm),后者说明在推力作用下砾石地基中基础桩整体向前产生位移,导致基础桩底端前侧土体被挤密而对桩体产生较大的反作用力,此时基础桩底端后侧土体对桩体几乎无挤压作用,故其土压力接近于 0。

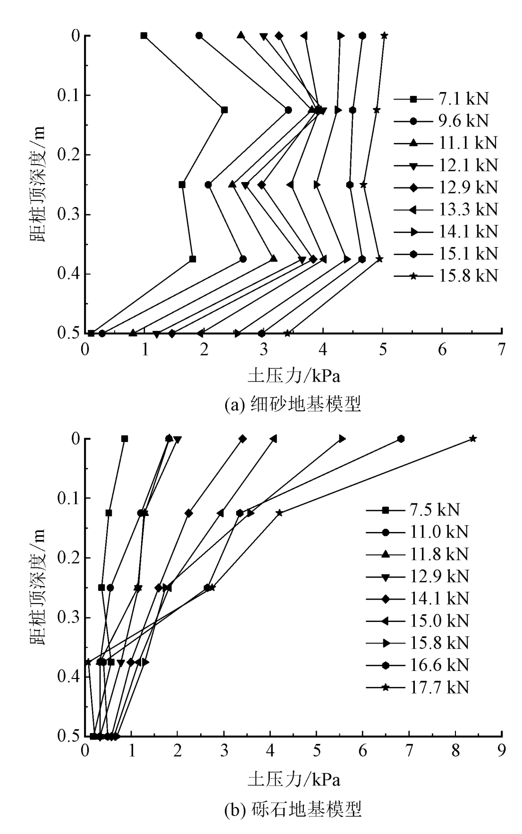


图 10 基础桩后侧土压力分布曲线

Fig. 10 Distribution curve of lateral earth pressure on the back side of inserted pile in the foundation

两类地基出现土压力分布差异的可能原因在于,在细砂地基条件下,地基土变形模量较低,在承台及上覆土体自重与侧向加载推力共同作用下,较深范围内的地基土易整体产生侧向变形挤压桩体,使得桩后土体侧压力具有近似接近的特点;而对于砾石地基,其变形模量较高,因承台挤压地基所产生的侧向变形明显减弱,使桩后土压力随深度呈逐渐减小的特征。至于砾石地基下基础桩前土压力在距桩底约 1/4 桩长处呈减小的特殊变化,可能是受微型土压力盒与局部较粗砾石颗粒之间的相对尺寸效应的影响,使得测试结果不准确。

同时,基础桩前后侧土压力具有较大差异,即相同推力作用下,同一深度前侧土压力明显大于后侧。以最大加载工况为例,细砂地基模型基础桩前后侧土压力合力分别为 6.31 kN/m 和 2.34 kN/m,后侧约占前侧的 37%;砾石地基模型则分别为 5.94 kN/m 和 1.41 kN/m,后侧约占前侧的 24%,两模型前后侧土压力合力差值分别为 3.97 kN/m 和 4.53 kN/m。这可能是在推力作用下,组合桩结构整体向前产生位移,导致前侧土体被挤密而承受更大的地层反力作用,即基础桩后侧与前侧分别为具有“主动”和“被动”意义的土压力,在同一桩体位移下,“被动”土压力大于“主动”土压力。

2.3　桩身内力

本试验分别在各模型受荷桩、基础桩前后侧布置了应变片,实测得到的桩体前后侧应变 ε_- 和 ε_+,则由材料力学可得桩身弯矩 M 为[17]

$$M = \frac{EI(\varepsilon_+ - \varepsilon_-)}{2h} \tag{1}$$

式中:E 为桩体弹性模量,取 2×10^{11} N/m^2;I 为桩体横截面惯性矩;h 为桩体横截面宽度或直径。

受荷桩、基础桩的桩身剪力 Q 均可由上而下顺次对各桩体进行隔离体受力分析确定(图 11),其计算表达式为

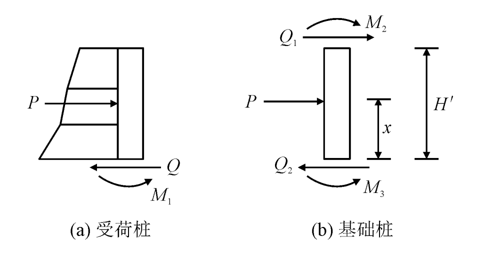


图 11　受荷桩与基础桩剪力计算模型

Fig. 11　Calculation model of shear force on the loaded and inserted pile

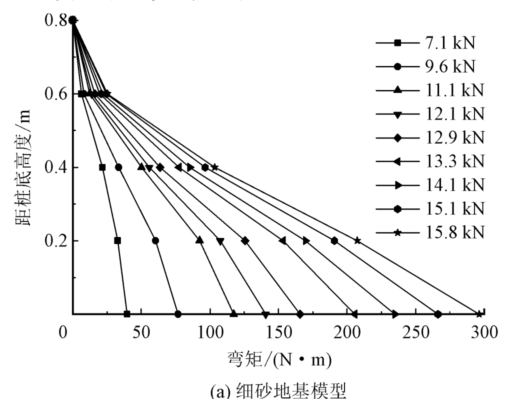
$$Q = PS \tag{2}$$

$$Q_2 = \frac{M_3 - PSx - M_2}{H'} + PS \tag{3}$$

式中:P 为试验测得的桩体计算段前后两侧土压力合力之差(kN/m);S 为组合桩结构单元间距(m),单个组合结构的桩体可认为承受一个间距 S 范围内的土体侧压力;H' 为基础桩计算截面距桩顶深度;x 为基础桩计算段土压力合力作用点距计算截面高度;Q_1 与 Q_2 分别为基础桩顶面和桩身任一截面的剪力;基础桩顶面弯矩 M_2 和桩身任一截面弯矩 M_3 可由实测值及其线性内插确定。

2.3.1　受荷桩

图 12 为不同推力下受荷桩弯矩分布曲线,桩身弯矩随深度呈非线性增大变化,弯矩峰值位于受荷桩底端。以最大加载工况为例,细砂和砾石地基模型受荷桩换算最大弯矩分别约为 290 N·m 和270 N·m。



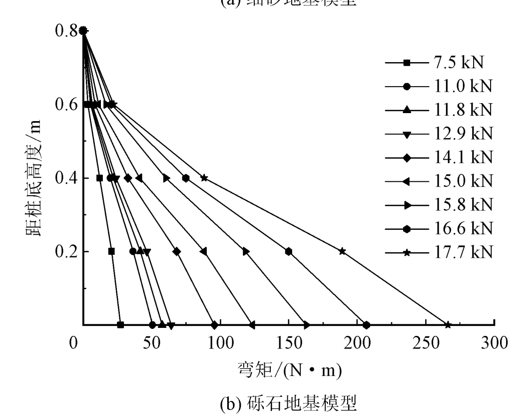
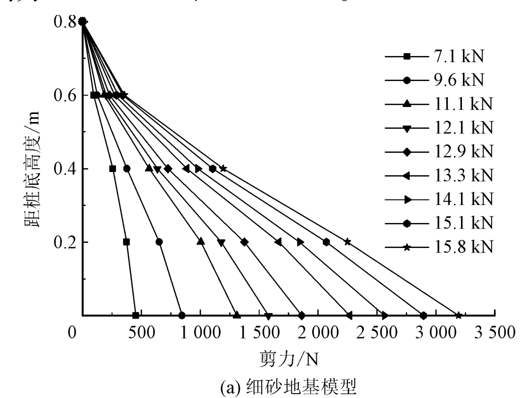
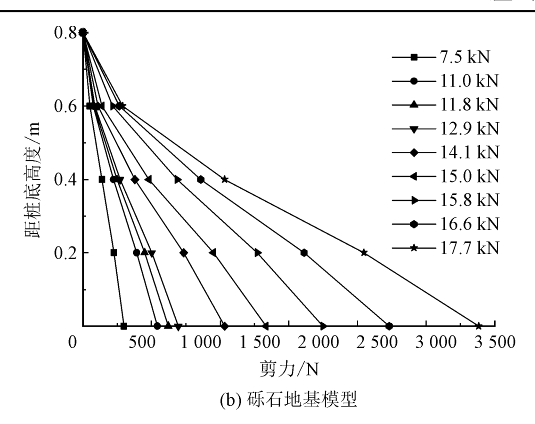


图 12　受荷桩弯矩分布曲线

Fig. 12　Distribution curve of bending moment on the loaded pile

不同推力下受荷桩剪力分布曲线如图 13 所示。可见,剪力分布随深度呈逐渐增大模式,且具有非线性变化特征,剪力峰值位于受荷桩底端。以最大加载工况为例,细砂和砾石地基模型受荷桩最大剪力分别为 3 195.16 N 和 2 884.2 N。





(b) 砾石地基模型

图 13 受荷桩剪力分布曲线

Fig. 13 Distribution curve of shear force on the loaded pile

2.3.2 基础桩

不同推力下基础桩弯矩分布曲线如图 14 所示。

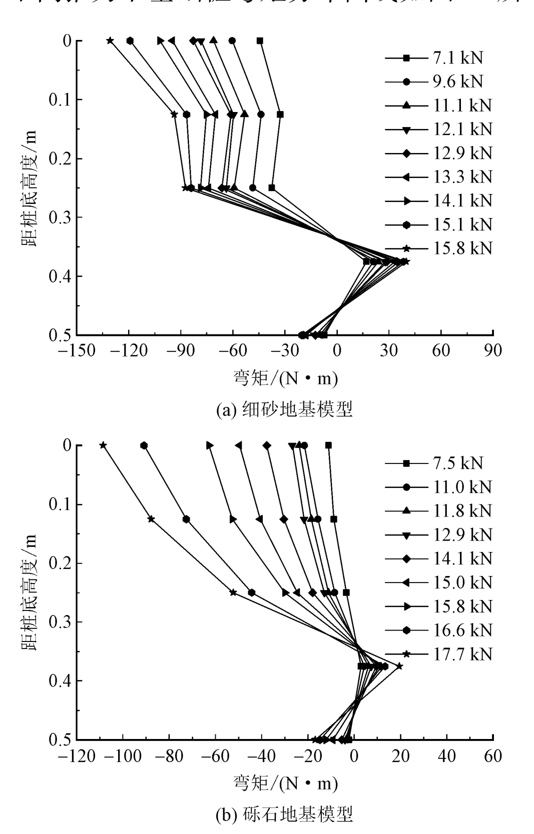


图 14 基础桩弯矩分布曲线

Fig. 14 Distribution curve of bending moment on the inserted pile in the foundation

可见,桩身弯矩存在反弯点(弯矩 0 点),且均稳定集中于桩身中下部,距桩底高度约 1/3 桩长处,桩身弯矩的正负最大值分别位于距桩底高度约 0.3 倍桩长处和桩顶端。

以最大加载工况为例,细砂地基模型的正负弯矩最大值分别约为 40.06 N·m、−130.73 N·m,砾石地基模型的正负弯矩最大值分别约为 19.48 N·m、−108.53 N·m。传统抗滑桩桩身弯矩在滑面处具有连续性,即嵌固段顶端与受荷段底端弯矩一致,而对比受荷桩与基础桩弯矩可知,细砂、砾石地基模型的基础桩顶端较受荷桩桩底的弯矩值分别降低了约 55% 和 60%。可见,承台因其对基础桩变形的限制,可有利于显著减小基础桩桩身弯矩。

不同推力下基础桩剪力分布曲线如图 15 所示。可见,桩身剪力存在 0 点,且均稳定集中于距桩底高度约 0.4 倍桩长处,两模型剪力最大值(绝对值)均位于距桩底高度约 0.25 倍桩长处。对比受荷桩与基础桩剪力可知,两模型基础桩顶端较受荷桩桩底的剪力值分别降低了 93% 和 94%,同样说明承台也具有可显著减小基础桩桩身剪力的作用。

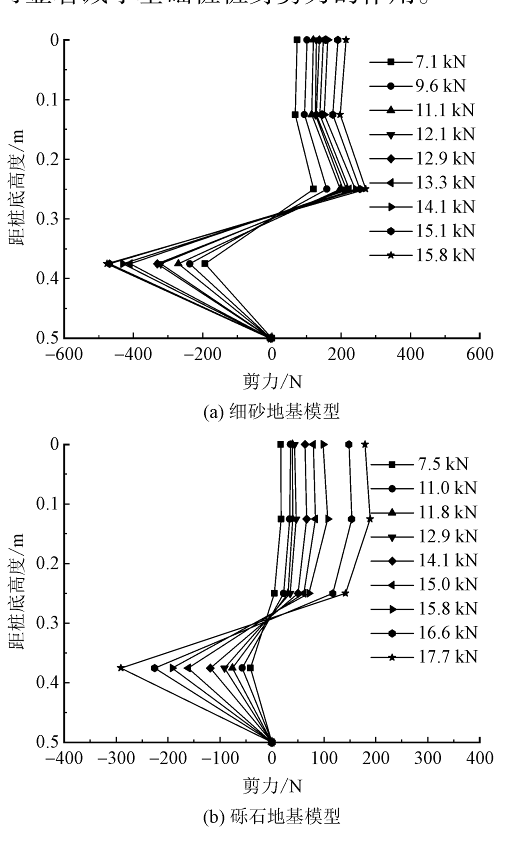


图 15 基础桩剪力分布曲线

Fig. 15 Distribution curve of shear force on the inserted pile in the foundation

3 综合对比分析

根据相关的现行铁路规范[16],此结构可按照其所述的"组合桩结构"计算,限于篇幅对其计算流程不再赘述。为充分说明此规范方法的适宜性,将规范法计算结果与试验值进行对比,并给出基于试验

模型的 FLAC^{3D}数值模拟分析结果。其中,建立的数值模型如图 16 所示,其尺寸与试验模型一致,四周采用水平位移约束,底端用水平、竖向位移双向约束边界,数值模型中土体采用理想弹塑性本构模型、服从 Mohr-Coulomb 屈服准则与非关联流动法则,模型共计 594 485 个单元和 105 753 个节点,

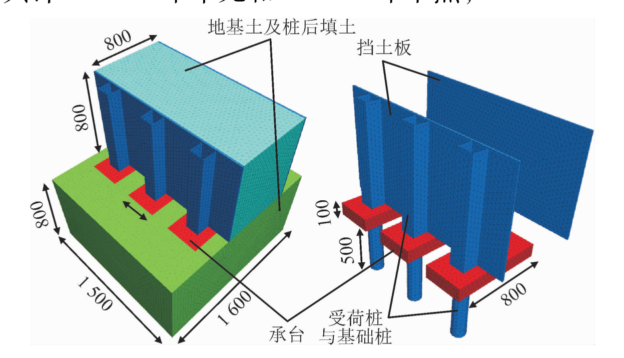


图 16　试验模型的 FLAC^{3D}数值模型(单位:mm)

Fig. 16　Numerical model corresponding to the test models via FLAC^{3D} (unit: mm)

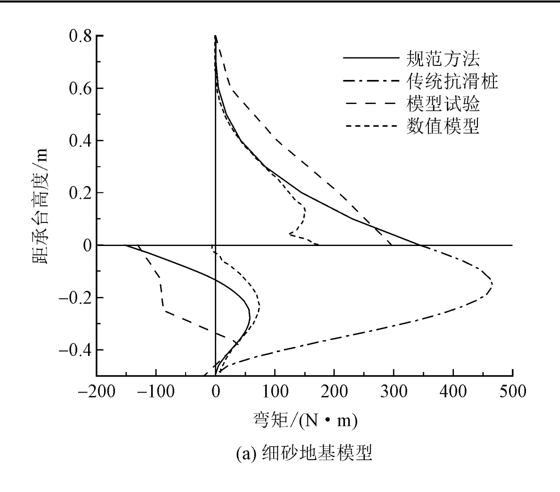
数值模型主要计算参数见表 3。为还原试验模型真实边界条件,初始应力分析时加载面挡土板采用水平位移约束边界,初应力计算完成后释放该边界,并同时施加与各工况实测结果相同的最大侧向加载推力。

图 17 给出了不同方法得到的两试验模型的受荷桩与基础桩的桩身弯矩分布图。其中传统抗滑桩结果基于悬臂桩法[18]计算得到,参照规范[16]建议,细砂与砾石地基侧向抗力系数分别取为 25 MN/m^{4}和 30 MN/m^4。可见,规范方法、数值模拟算得桩身弯矩变化趋势与试验结果总体一致,规范法所得受荷桩最大弯矩较试验值大 16% ~36% ,基础桩最大弯矩较试验值大 16% ~23% ,规范法明显偏保守。而桩身弯矩的数值模拟与试验结果存在差异,其可能原因之一在于试验模型中受荷桩及基础桩的桩体与承台之间通过预留孔进行简单嵌入式连接,并非完全刚性连接,而数值模型中此处为完全刚性连接,其约束效应强于试验模型;同时,规范法中未考虑承台底面土体抗力作用,而数值模型中承台底面土体抗力无法忽略,因此数值模拟结果相对偏小;此外,受荷桩板墙模型表面较为光滑,造成土压力测试结果偏大,这也是试验值比规范方法与数值模拟结果偏高的另一个可能原因。

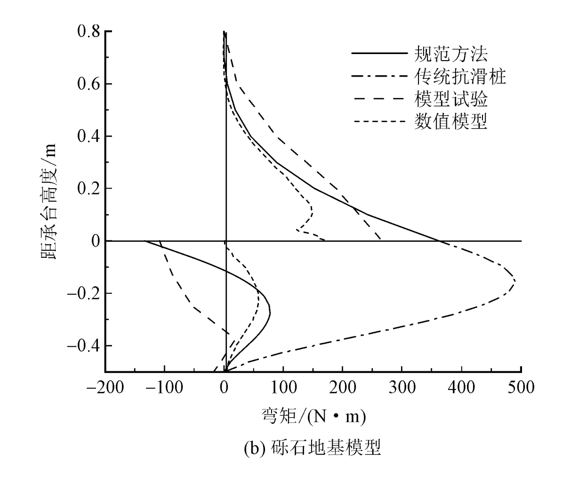
表 3　数值模型主要参数

Tab. 3　Main parameters in the numerical model

土体	本构模型	重度/(kN·m^{-3})	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	弹性模量/MPa	泊松比
桩后填土	Mohr-Coulomb	18	30	1	0.25	0.33
砾石地基	Mohr-Coulomb	20	35	0.7	30	0.30
细砂地基	Mohr-Coulomb	18	30	1	0.25	0.33
承台	Elastic	25	–	–	30 000	0.22
桩板结构	Elastic	78.5	–	–	200 000	0.25



(a) 细砂地基模型



(b) 砾石地基模型

图 17　不同方法的桩身弯矩对比

Fig. 17　Comparison of pile bending moment using different methods

与传统等截面抗滑桩相比,承台式抗滑桩的基础桩顶端弯矩(绝对值)减小 56% ~63%。承台可显著改善基础桩受力,其原因在于承台与基础桩之间属于刚性连接,刚度较大的承台有效限制了基础桩顶端变形,使得基础桩顶端内力大幅减小。

4 结 论

针对高路堤承台式抗滑桩结构,通过室内模型试验,并结合数值模拟及理论方法,得到承台式抗滑桩在荷载作用下的受力与位移特征,并对比确定现行相关规范算法的合理性与此结构相对于传统抗滑桩的受力优越性,主要结论如下。

1)从桩-土系统变形发展与推力荷载关系而言,随着侧向推力荷载的增大,承台式抗滑桩水平位移逐渐增大,其发展过程可分为 3 个阶段:较小推力作用下的线弹性小变形阶段、增长率缓慢增大的弹塑性变形阶段和增长率显著增大的塑性变形阶段,反映了承台桩-路堤系统非线性力学行为。

2)受荷桩板墙后侧土压力分布整体呈抛物线分布,抛物线顶点位于距受荷桩底端约 1/4 高度。基础桩前侧和后侧土压力总体分别呈上小下大、上大下小的抛物线形分布,后侧土压力最大值位于基础桩顶端,后侧土压力合力约占前侧的 24% ~37%。

3)基础桩弯矩分布图存在反弯点(弯矩 0 点),且集中于距桩底高度约 1/3 桩长处,最大弯矩位于基础桩顶端;基础桩剪力分布图存在剪力零点,集中于距桩底高度约 2/5 桩长处,最大剪力位于距桩底高度约 1/4 桩长处。细砂和砾石地基试验模型的基础桩顶端弯矩较受荷桩底端分别减小 55% 和 60%,剪力分别减小 93% 和 94%。

4)试验结果显示,现行铁路规范方法计算所得受荷桩、基础桩最大弯矩分别较试验值大 16% ~36%、16% ~23%,明显偏保守。相对于传统等截面抗滑桩,承台式抗滑桩的基础桩顶端弯矩减小 56% ~63%,即意味着设置承台后可对抗滑桩嵌固段受力改善明显。

参考文献:

[1] 黄治云,张永兴,董捷. 桩板墙土拱效应及土压力传递特性试验研究[J]. 岩土力学,2013,34(7):1887-1892.
HUANG Zhiyun, ZHANG Yongxing, DONG Jie. Experimental study of soil arching and transfer behavior of earth pressure about sheet-pile walls[J]. Rock and soil mechanics,2013,34(7):1887-1892 (in Chinese).

[2] 叶金铋,俞缙,林植超,等. 变刚度悬臂式双排抗滑桩水平推桩模型试验研究[J]. 土木工程学报,2019,52(增刊1):193-201.
YE Jinbi, YU Jin, LIN Zhichao, et al. Model test of cantilever double-row anti-slide pile using horizontal pushing method[J]. China civil engineering journal,2019,52(S1):193-201(in Chinese).

[3] 李兵,赵如雄,马洪生,等. 圆截面 h 型抗滑桩受力与变形分析[J]. 地下空间与工程学报,2021,17(增刊2):1023-1027.
LI Bing, ZHAO Ruxiong, MA Hongsheng, et al. Analysis on the stress and deformation of circular section h-type anti-slide piles [J]. Chinese journal of underground space and engineering,2021, 17(S2):1023-1027(in Chinese).

[4] 王羽,赵波. h 型抗滑桩结构机理与工程数值分析研究[J]. 公路工程,2015,40(6):5-9.
WANG Yu, ZHAO Bo. The structural mechanism and numerical simulation of h-type anti-sliding pile[J]. Highway engineering, 2015,40(6):5-9(in Chinese).

[5] 肖世国. 边(滑)坡治理中 h 型组合抗滑桩的分析方法及工程应用[J]. 岩土力学,2010,31(7):2146-2152.
XIAO Shiguo. Analytical method for h-type combined anti-sliding pile retaining landslide or excavated slope and its application to practical projects[J]. Rock and soil mechanics, 2010, 31(7): 2146-2152(in Chinese).

[6] 姚裕春,李安洪,苏谦. 陡坡椅式桩板结构受力模式及计算方法分析[J]. 铁道工程学报,2016,33(8):71-76.
YAO Yuchun, LI Anhong, SU Qian. Analysis of force model and calculation method of chair-shaped sheet-pile structure constructed on steep slope[J]. Journal of Railway Engineering Society,2016, 33(8):71-76(in Chinese).

[7] 周珩,苏谦,姚裕春,等. 双排桩基悬臂式 挡土墙结构计算方法研究[J]. 铁道科学与工程学报,2019,16(3):654-663.
ZHOU Hang, SU Qian, YAO Yuchun, et al. Research on calculation method of double-row pile foundation cantilever retaining wall structure[J]. Journal of railway science and engineering,2019,16 (3):654-663(in Chinese).

[8] 孙勇. 深基坑双排支护桩的受力性能与应用研究[J]. 建筑科学,2008,24(11):60-65.
SUN Yong. Research on mechanism and application of the double-row retaining piles for deep pits[J]. Building science,2008,24 (11):60-65(in Chinese).

[9] 郑轩,朱文秀,周一君. 双排桩支护结构变形规律模型试验研究[J]. 建筑结构,2018,48(增刊1):763-767.
ZHENG Xuan, ZHU Wenxiu, ZHOU Yijun. Model tests study on deformation mechanism of double-row-piles wall[J]. Building structure,2018,48(S1):763-767(in Chinese).

[10] 欧孝夺,唐迎春,崔伟,等. h 型抗滑桩模型试验及数值模拟

[J].岩石力学与工程学报,2012,31(9):1936-1943.
OU Xiaoduo,TANG Yingchun,CUI Wei,et al. Model test and numerical simulation of h-shaped anti-sliding pile[J]. Chinese journal of rock mechanics and engineering,2012,31(9):1936-1943 (in Chinese).

[11] 罗勇,姜波,李春峰,等. h 型抗滑桩滑坡治理中的变形特性及内力研究[J]. 地下空间与工程学报,2017,13(6):1702-1710.
LUO Yong,JIANG Bo,LI Chunfeng,et al. Research on the deformation and internal force characteristics of h-type Anti-Slide piles in landslide treatment[J]. Chinese journal of underground space and engineering,2017,13(6):1702-1710(in Chinese).

[12] 白皓,王武斌,廖知勇,等. 软岩陡坡椅式桩支挡结构受力变形模型试验研究[J]. 岩土力学,2015,36(增刊2):221-228.
BAI Hao,WANG Wubin,LIAO Zhiyong,et al. Model test study of stress and deformation of chair-shaped pile retaining structure on soft-rock steep slope[J]. Rock and soil mechanics,2015,36(S2):221-228(in Chinese).

[13] 李婷,苏谦,崔雅莉,等. 椅式桩板墙加固土质高边坡地段高填方路基模型试验研究[J]. 铁道学报,2021,43(5):153-159.
LI Ting,SU Qian,CUI Yali,et al. Model test study of high embankment in high soil slope reinforced by chair-shaped pile retaining wall[J]. Journal of the China Railway Society,2021,43(5):153-159(in Chinese).

[14] 潘奇,战博,翁珍燕,等. 承台式抗滑桩受力机理及其在护岸工程中的应用[J]. 重庆工商大学学报(自然科学版),2013,30(5):86-90.
PAN Qi,ZHAN Bo,WENG Zhenyan,et al. Stress mechanism of platform-type anti-sliding pile and its application to revetment engineering[J]. Journal of Chongqing Technology and Business University(natural science edition),2013,30(5):86-90(in Chinese).

[15] 姚裕春,苏谦,周珩,等. 双排桩基悬臂式挡墙受力及变形特征研究分析[J]. 铁道工程学报,2018,35(6):11-15.
YAO Yuchun,SU Qian,ZHOU Hang,et al. Analysis of characteristics of the stress and deformation of double-row pile foundation cantilever retaining wall structure[J]. Journal of Railway Engineering Society,2018,35(6):11-15(in Chinese).

[16] 国家铁路局. 铁路路基支挡结构设计规范:TB 10025—2019[S]. 北京:中国铁道出版社,2019.

[17] 刘洪佳,门玉明,李寻昌,等. 悬臂式抗滑桩模型试验研究[J]. 岩土力学,2012,33(10):2960-2966.
LIU Hongjia,MEN Yuming,LI Xunchang,et al. Study of model test on cantilever anti-slide pile[J]. Rock and soil mechanics,2012,33(10):2960-2966(in Chinese).

[18] 铁道部第二设计院. 抗滑桩设计与计算[M]. 北京:中国铁道出版社,1981.

(编辑　张璐)

